修正圧縮場理論とファイバーモデルを併用した鉄筋コンクリート梁の非線形解析

学生氏名　五明　賢

指導教員　吉川　弘道　栗原　哲彦

本論は，せん断解析手法である修正圧縮場理論（MCFT）と曲げ解析手法であるファイバーモデルを併用したプログラムを用い，鉄筋コンクリート部材の破壊挙動の把握を目的とするものである．特に，せん断力と曲げモーメントの相互作用について着目し，曲げモーメントの影響を等価軸力として MCFT に考慮した．次に，RC 梁部材による載荷実験を行い，プログラムの整合性及び曲げモーメントがせん断挙動に与える影響ついて比較，検討を行った．

Keyword ： *Reinforced Concrete Beam，Modified Compression Field Theory，Fiber Model，shear behavior，shear deformation，flexure deformation*

1. まえがき

鉄筋コンクリート（RC）部材のせん断破壊は，主要因であるコンクリート強度，せん断補強筋量に加え，断面形状，主鉄筋などの影響も受ける複雑な現象である．そのため，従来のせん断に関する研究は，終局強度を求めることに主眼が置かれており，その大部分は実験による経験式やマクロ的メカニズムによるものであった．その代表的なものが，トラス理論（truss analogy），極限解析（limit analysis）などである [1)]．

しかし，阪神大震災で構造物が重大な被害を受けて以来，強度をもとめるだけではなく，力学的観点からせん断問題を解決し，その変形性能についても解析的検討が試みられるようになってきた．

RC 梁部材の変形成分は，曲げ変形とせん断変形に大別されるが，この 2 つの変形量は，弾性論では互いに独立であると考えられてきた．しかし，実際は非線形領域において曲げモーメントとせん断力が相互に影響を及ぼしあっていることが既往の研究より明らかになっている．しかし，この相互作用については未だ定量的に評価されている研究は多くない．本論では，このような背景にあるせん断挙動について以下の点に対し着目し研究をおこなった．

①せん断破壊する RC 梁の変形挙動について，

弾性論において曲げ変形とせん断変形は独立であると考えられてきたが，非線形領域においてはそれぞれが相互に影響を及ぼしあっており，独立ではない．

②曲げモーメントとせん断力の相互作用について

せん断挙動は，トラス作用によりモーメントシフトが生じることで曲げ挙動に影響を与える．また，せん断破壊においては，曲げモーメントが大きい位置において，せん断挙動が顕著であることが明らかになっている．[2)3)]

③RC 部材の各材料のせん断挙動

せん断挙動を呈する RC 部材を構成する各材料の挙動については，実験では多くの見地が得られているが，解析的に求めようとする研究はそれほど多くない．

また，最近では，コンクリート構造物の大型化や新素材による補強などが施され，現在のせん断耐力式では，その構造物のせん断耐力を適切に評価することが困難になってきている [4)]．

このような現状において，より合理的にせん断破壊のメカニズムを解明する手法としていくつかの理論が提案されている．例えば，ひび割れを離散的に捉える不連続体解析手法として仮想ひび割れモデル [5)]，剛体バネモデル [6)]，などが挙げられる．しかし，本論では，ファイバーモデル [2)] と Collins らが提案した修正圧縮場理論 [7)] を併用することで非線形解析を行い，数値シミュレーション及び RC 梁による実験結果との比較，検討を行った．

2. 修正圧縮場理論とファイバーモデル

2.1 修正圧縮場理論[7]の解析手法

Collins らによって提案された修正圧縮場理論は，ひび割れの発生した鉄筋コンクリート(RC)要素を，斜めひび割れを持つ一様な連続的要素として捉え，要素内に作用するひずみと応力を平均的に扱うことで，せん断問題をより合理的に評価できる解析手法である．

せん断力が作用する RC 要素に，修正圧縮場理論を適用すると図-1 のようにモデル化され，一様な斜めひび割れを持つ要素として取り扱うことができる．

このモデル化により，ひび割れ間のコンクリート部分には，部材軸に対し角度 θ で主圧縮応力，その鉛直方向に主引張応力が作用すると考えられ，その関係は Mohr の応力円より求められる．

要素内のひずみは，Mohr のひずみ円からひずみの適合条件式を導出し，鉄筋・コンクリート材料構成則を用いることによって，各応力の主鉄筋方向の力(軸力)が算出される．発生した内力を軸方向に置き換えることにより，釣合い条件を満たす RC 要素状態を収束計算から求める手法である．つまり必要となる条件式は，以下の 3 つとなる．

① せん断補強筋及び主鉄筋方向の釣合い条件
② 変形の適合条件
③ コンクリートと鉄筋の材料構成則

ここで，①，②に関しては本論及び参考文献 6)10)を参照されたい．

2.2 コンクリートと鉄筋の構成則

(1)コンクリート(単軸圧縮)

単軸圧縮状態におけるコンクリートの応力-ひずみ関係は，Popovics の提案した式を用いた．

$$\sigma'_c = \frac{n\left(\dfrac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{cc}}\right)}{n-1+\left(\dfrac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{cc}}\right)^{nk}} \qquad (1)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_{c\max}}{17} \qquad (2)$$

$$k = 0.67 + \frac{f'_{c\max}}{62} \qquad (3)$$

ε'_{cc} :圧縮強度時のひずみ

$f'_{c\max}$:コンクリートの圧縮強度

このモデルは，応力上昇過程と軟化過程を式(1)～(2)のように表す．終局ひずみは定義されていない．

(2)コンクリート(2軸圧縮引張)

せん断力の作用するコンクリート要素内では，主圧縮応力 σ_2 の鉛直方向に，主引張応力 σ_1 が発生する．このような応力状態にあるコンクリートの圧縮強度は，引張応力により影響を受け強度低下が生じる．そこで本論で，このような状態におけるコンクリートの圧縮特性として式(14)を用いた(図-2)．

$$f'_{c2\max} = f'_{c\max}\frac{1}{\left(0.8-0.34\dfrac{\varepsilon_1}{\varepsilon'_{cc}}\right)} \qquad (4)$$

(3)せん断伝達特性

ひび割れの発生したコンクリートのひび割れ界面では，骨材の噛み合わせによって，せん断応力を伝達する．この伝達力は，Walraven による実験データに基づいて，Vecchio&Collins が提案したモデル[8](式(5))を用いる．このモデルは，最大骨材径 $G_{\max}$，ひび割れ幅 w，コンクリートの圧縮強度 f'_c によって算定される

$$\tau_{ci} = \frac{0.18\sqrt{f'_c}}{0.3+\dfrac{24w}{G_{\max}+16}} \qquad (5)$$

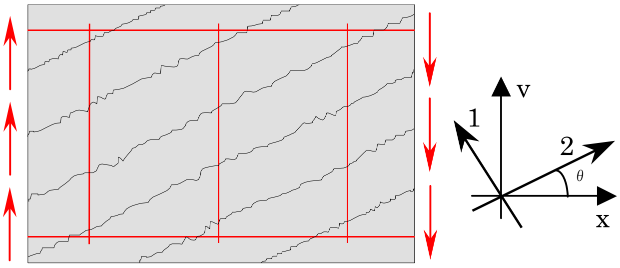


図-1 鉄筋コンクリート要素のモデル化

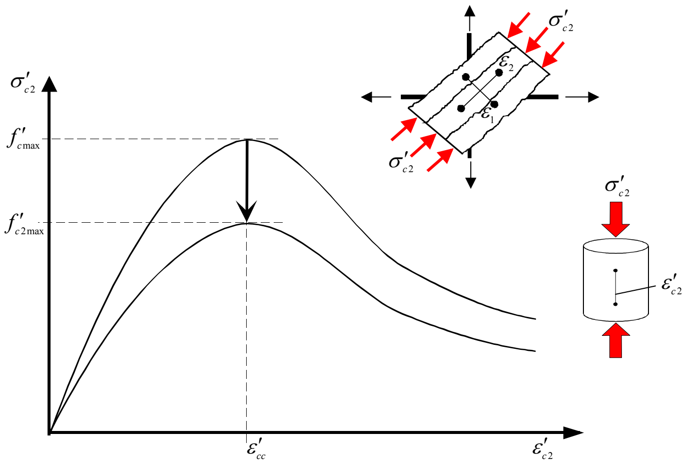


図-2 2 軸圧縮引張状態のコンクリート特性

(4)鉄筋 9)

鉄筋の構成則として本論では，Collins らが提案した式(6)～(8)を用いた.

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \qquad (6)$$

$$\sigma_s = f_{sy} \qquad (7)$$

$$\sigma_s = f_{sy} + \left(f_u - f_{sy}\right)\left[2\left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_u}\right) - \left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_u}\right)^2\right] \qquad (8)$$

この鉄筋構成則は，線形弾性域，降伏棚領域，硬化ひずみ領域の 3 領域を関数化したものである.

2.3 鉄筋コンクリート特性

(1)平均ひび割れ間隔

修正圧縮場理論では，ひび割れの生じた RC 要素内の応力とひずみを平均化して取り扱っている. そのため，ひび割れは局所的に発生するのではなく，RC 要素に一様に生じるとしてモデル化している. この要素内に生じるひび割れ幅は，ひび割れの影響を考慮した主引張ひずみ ε_1 と斜めひび割れ間隔 $S_{m\theta}$（式(9)）で表すことができる(図-3).

$$w = \varepsilon_1 S_{m\theta} \qquad (9)$$

$$S_{m\theta} = \frac{1}{\dfrac{\sin\theta}{S_{mx}} + \dfrac{\cos\theta}{S_{mv}}} \qquad (10)$$

S_{mx} :主鉄筋方向の平均ひび割れ間隔，S_{mv} :せん断補強筋方向のひび割れ間隔

式(10)の S_{mx}，S_{mv} を Collins らは，CEB-FIP Model Code (1990)[10]より用いている.

(2)引張特性

コンクリートの引張応力は，圧縮応力の 1/10 程度であり，通例，設計に関してはコンクリート引張応力は考慮しない. しかし，鉄筋が介在することにより，引張応力を僅かながら保持することが知られている(Tension Stiffening). ここでは，Vecchio&Collins 式を用いて，引張応力を評価している.

$$\sigma_1 = \frac{2f'_c}{\varepsilon'_{cc}}\varepsilon_1 \qquad (11)$$

$$\sigma_1 = \frac{\alpha_1\alpha_2 f_{cr}}{1+\sqrt{500\varepsilon_1}} \qquad (12)$$

α_1 :鉄筋との付着特性を示す係数，α_2 :作用荷重の特性を示す係数，f_{cr} :コンクリートの引張強度，ε_1 :主引張ひずみ

ここで，式(11)はひび割れ発生前，式(12)は発生後を示す.

(3)主引張ひずみの限界値

ひび割れ幅が拡大すると，コンクリートのせん断伝達応力によって，要素内の主引張応力が制限される. これは，一様なひび割れの発生した RC 要素とひび割れ界面で伝達されるせん断応力が等値であるということから，主引張ひずみの上限値 σ_{int} を式(13)より求めることができる.

$$\sigma_{\text{int}} = \tau_{ci}\tan\theta + \frac{A_v\left(f_{vy} - \sigma_v\right)}{sb} \qquad (13)$$

鉄筋コンクリートの引張特性を，図-5 に示す.

以上より，RC 要素の載荷過程における圧縮ストラット角度やせん断力のコンクリート寄与分，せん断補強筋寄与分が算出できると共に，ひずみの適合条件を満たすせん断ひずみも算出することが可能なモデルとなっている. 修正圧縮場理論の解析フローを図-9 に示す.

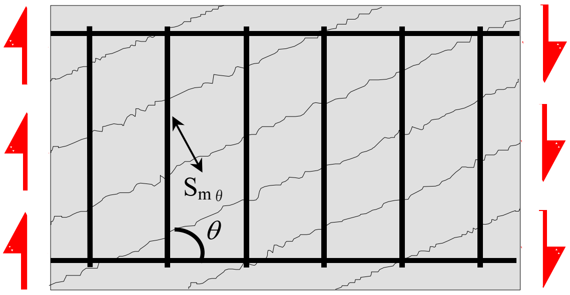
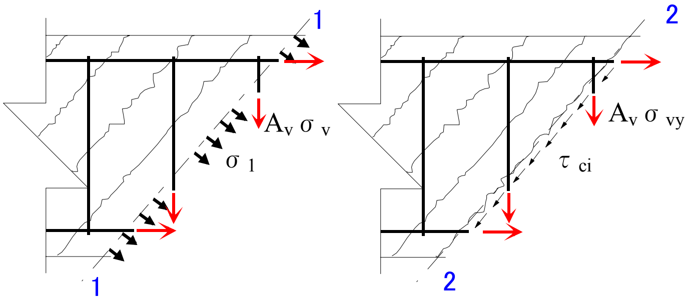


図-3 圧縮ストラット角度と斜めひび割れ間隔



a） ひび割れ領域での平均応力　　b） ひび割れ面での局部応力

図-4 ひび割れ界面で伝達される力

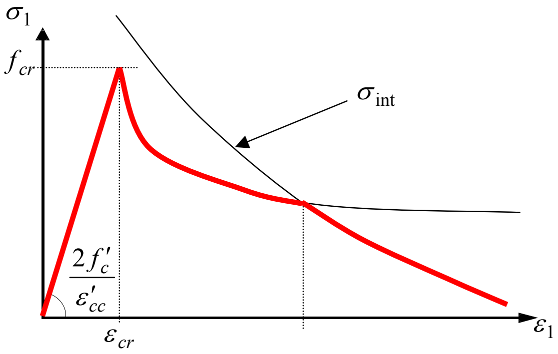


図-5 鉄筋コンクリートの引張特性

2.4 ファイバーモデル（図-6）

ファイバーモデルは，平面保持の仮定のもと，コンクリート及び鉄筋の構成則・力の釣合い条件より，曲げモーメント-曲率関係を算出する手法である．

①　曲げモーメント-曲率（$M-\phi$）関係

曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントー曲率関係を式(14)，(15)で算出する．

$$N=\int_A \sigma_x dA+\sum_1^n A_{si}\sigma_{si} \qquad (14)$$

$$M=\int_A \sigma_x v dA+\sum_1^n A_{si}\sigma_{si}x_i \qquad (15)$$

式(14)は，断面内における軸方向の釣合いであり，中立軸位置 x を算出する．決定した中立軸から式(15)より断面に作用する曲げモーメント M を算定できる．

曲率 ϕ は，式(16)から算出できる．

$$\phi=\frac{\theta}{dL}=\frac{\varepsilon'_c}{x}\equiv\frac{M}{EI} \qquad (16)$$

曲率は，圧縮最外縁のコンクリートひずみ ε'_c を中立軸位置 x で序することで近似的に求めることができる．

②曲げ変形量

曲げ変形量は，上記で求めた曲率を部材軸方向に 2 回積分することで求めることができる(式(17))．

$$\delta_{flex}=-\iint_a \phi dxdx \qquad (17)$$

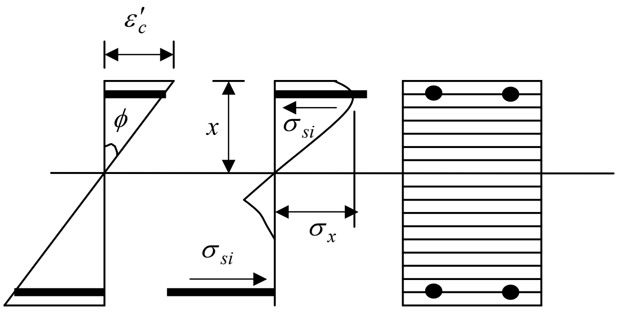
3.曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論

2章で述べた修正圧縮場理論は，せん断力のみが作用したRC要素のみに適用できる．しかし，RC部材においてせん断力と曲げモーメントが同時に作用し，非線形領域において，せん断挙動が曲げモーメントの影響を受けることが確認されている．そこで，以下に示す手法に用いて修正圧縮場理論を拡張した．解析フローを，図-11 に示す．

(1)等価ひずみ ε^* と等価軸力 N^*

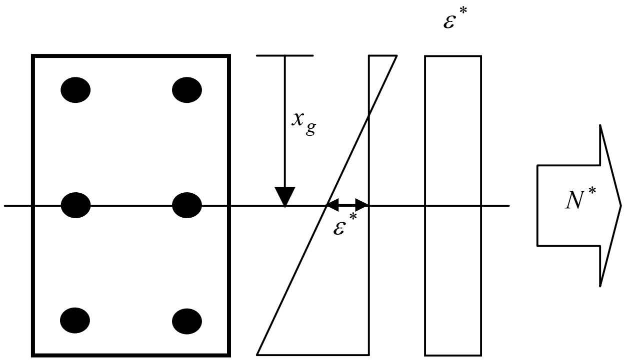
曲げモーメントによって RC 断面内で生じるひずみは，平面保持の仮定より，断面高さによって変化する(図-7)．そこで本論では，断面の部材軸位置 x_g のひずみを等価ひずみ ε^* として用いた．

等価ひずみは，ファイバーモデルから算出され，式(18)(19)で表される．また，曲げモーメントと等価ひずみの関係は図-8 のようになり，曲げひび割れ発生以前では等価ひずみ ε^* が生じないため，曲げモーメントの影響は生じないものとなっている．



(a) ひずみ分布　(b) 応力状態　(c) ファイバー分割

図-6 ファイバーモデルにおける RC 断面の考え方



(a) 断面図　(b) 等価ひずみ　(c) 等価軸力

図-7 参照ひずみと等価軸力

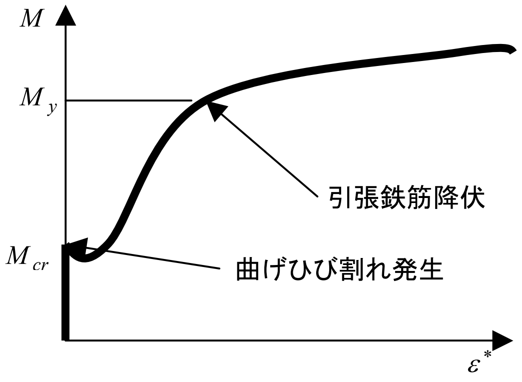


図-8 曲げモーメントと等価ひずみの関係

$$\varepsilon^*=\int_0^h \varepsilon(x)dx \qquad (18)$$

$$\varepsilon^*\equiv\varepsilon(x-x_g)=\varepsilon_0+x_g\phi \qquad (19)$$

曲げモーメントによって生じた等価ひずみ ε^* を，修正圧縮場理論の中へ直接組み込むと要素内に生じるひずみの算出が複雑になるため，本論では参照ひずみ ε^* は，軸力によって生じると仮定し，この軸力（等価軸力）N^*（式(20)）を力の釣合い式に組み込むことで修正圧縮場理論に曲げの影響を考慮した．

$$N=\int_A \varepsilon^* p_x E_{sx} dA \qquad (20)$$

(2) せん断スパン分割と曲げ影響度ζ

曲げのモーメントの影響を考慮した修正圧縮場理論からせん断変形を算出する場合，曲げの影響をどのように考慮できるかが重要となる．本論では，せん断スパンを分割すること(図-10)で，それぞれの要素に対し曲げの影響を考慮できるようにした．その指標として，曲げ影響度ζ（式(21)）を用いた．

$$\zeta = \frac{M}{Vd} = \frac{x}{d} \tag{21}$$

4. 修正圧縮場理論とファイバーモデルの統合

上記に説明した，曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論とファイバーモデルと統合することで，RC 梁部材の変形挙動を解析できるモデルを作成した．ここで，統合方法は，ファイバーモデルと修正圧縮場理論を，荷重によりシンクリナイズドさせることで成立させている(図-12)．これにより，曲げ変形δ_{flex}（式(22)）をファイバーモデル，せん断変形δ_{shear}（式(23)）を曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論から算出し，その和を全体の変形量δ（式(24)）とした．

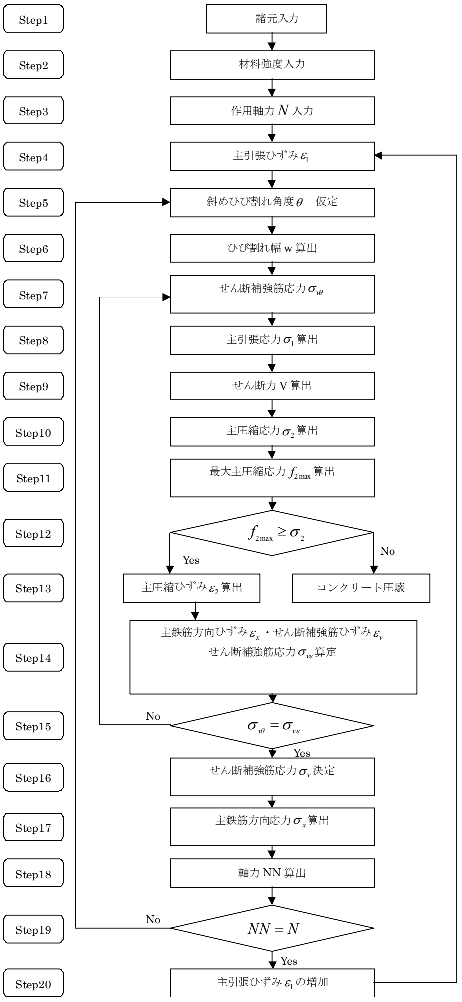


図-9　修正圧縮場理論フロー

$$\delta_{flex} = \iint_a \phi x dx \tag{22}$$

$$\delta_{shear} = \int_a \gamma dx \tag{23}$$

$$\delta = \delta_{shear} + \delta_{flex} \tag{24}$$

また，修正圧縮場理論より最大荷重とファイバーモデルによる最大荷重により，破壊形式を算定できるようになっている．

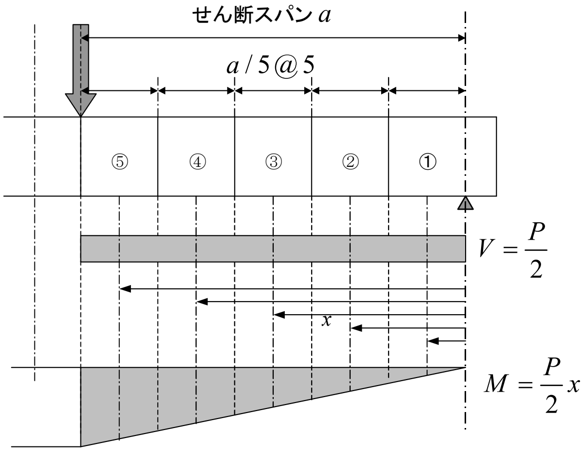


図-10　要素分割における曲げの考慮

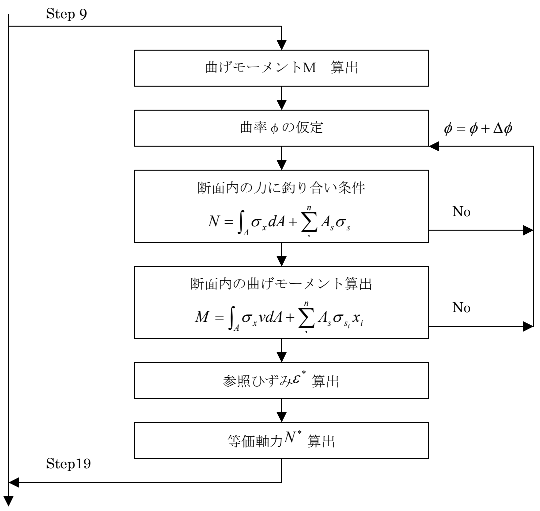


図-11　曲げモーメントを考慮するフロー

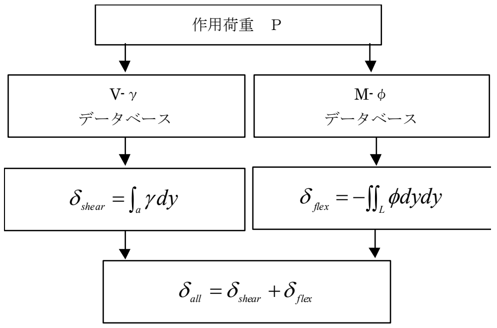


図-12　ファイバーモデルと修正圧縮場理論の統合

5. 数値シミュレーション

(1)修正圧縮場理論

2 章で説明した修正圧縮場理論のせん断挙動を把握するため，コンクリート強度，主鉄筋量，せん断補強筋量をパラメータとしたシミュレーションを行った．解析諸元は，表-1 に示す．

①せん断応力-せん断ひずみ関係

せん断挙動を要素レベルで評価するため，パラメータ毎にせん断応力-せん断ひずみ関係を示した．ここでせん断応力τは，式(25)より算出した．

$$\tau = \frac{V}{bd} \qquad (25)$$

修正圧縮場理論により，図-13 に見られる結果が得られた． コンクリート強度を増加させた際には，他のパラメータに比べ斜めひび割れ発生応力の増加が顕著であった．しかし，斜めひび割れ発生からせん断補強筋降伏，そしてせん断応力が低下するまでの区間では，コンクリート強度による影響は見られなかった．せん断による変形能を示す最大せん断ひずみは，コンクリート強度の増加による影響を確認することはできなかった．このことよりコンクリート強度を増加することにより斜めひび割れ発生点の応力増加は見られるが，その後の挙動に大きな影響を与えるものではなかった．

主鉄筋の増加に対しては，斜めひび割れ発生応力に差異は見られなかったが，斜めひび割れ発生から最大せん断応力までの区間で応力の増加が確認された．これは，主鉄筋量が増加したことにより僅かながら主鉄筋がせん断力を負担するためと考えられる．また，主鉄筋量の増加により，最大せん断ひずみが減少する傾向が見られた．

せん断補強筋を変化させた際には，斜めひびわれ発生後からせん断補強筋降伏，そして最大せん断ひずみにかけてせん断応力に大きなひらきが生じた．これは，斜めひび割れ発生後，コンクリートからせん断補強筋に作用するせん断力が移行していくためと考えられ，せん断補強筋量を変化させたことでその傾向が明らかになったと考えられる．

(2)曲げを考慮した修正圧縮場理論

3章で述べた曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論におけるせん断挙動を把握するため，**表-1** で＊を示した諸元を用い解析を行った．せん断スパン内の分割数は図-15(a)に示すように 5 とした．それぞれの要素に

表-1 解析諸元

		case1	case2	case3	鉄筋比%
コンクリート強度 f_c'(N/mm^2)	20	●			
	30＊	●	○	○	
	40	●			
主鉄筋(径) SD345	6×D10		●		0.73
	6×D13＊	○	●	○	2.93
	6×D16		●		4.59
	6×D19		●		6.63
せん断補強筋 (径)SD295 間隔s=200mm	D4			●	0.08
	D6＊	○	○	●	0.24
	D10			●	0.55
断面諸元(mm)	300×150＊	○	○	○	
せん断スパン(mm)	400＊	○	○	○	

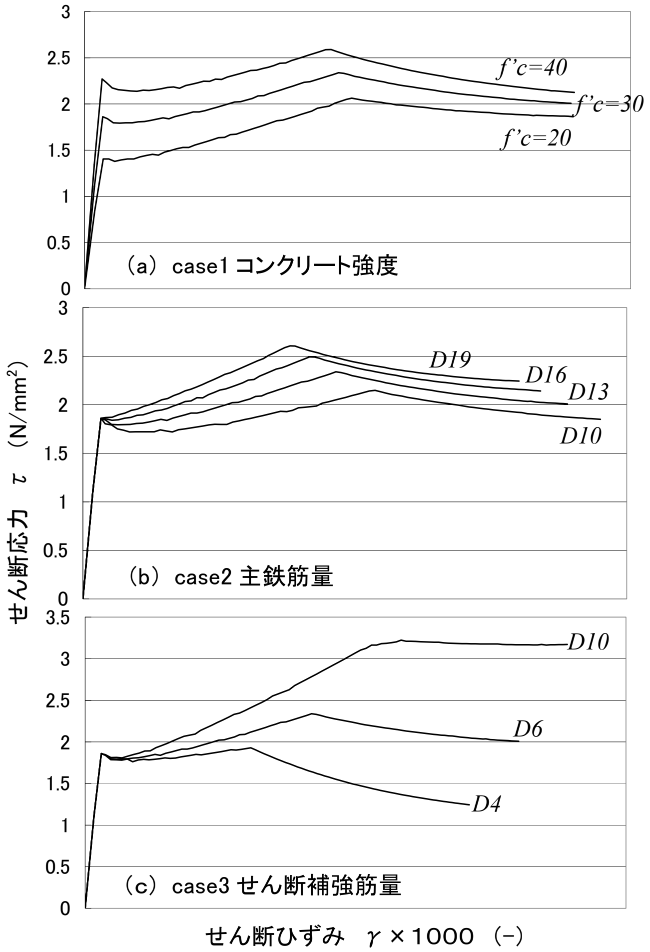
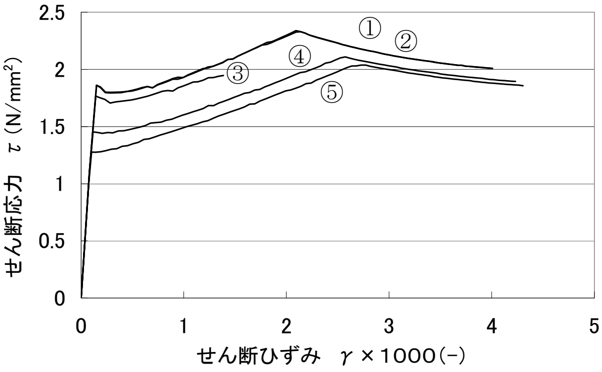


図-13 修正圧縮場理論の数値シミュレーション

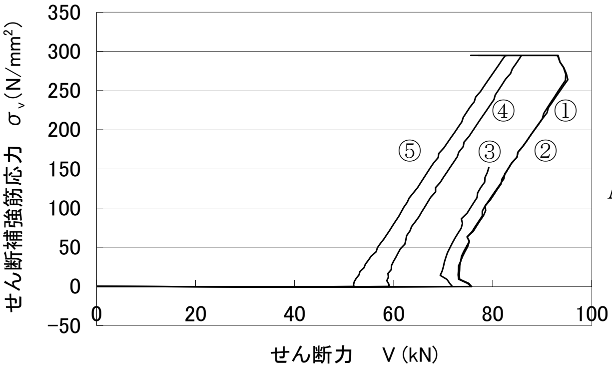
作用する力は，図-15(b)のようになる．

図-14 より曲げモーメントが大きい載荷点付近の要素ほど斜めひび割れが発生するせん断応力に低下が見られた．また，最大せん断応力も要素①から要素⑤かけて低下する傾向が確認できた．せん断補強筋応力は，要素⑤ほど低いせん断力で応力が発生し，支点に近い要素①が高いせん断力で応力が発生した．このことから，曲げモーメントが大きい区間ほどせん断補強筋が負担するせん断力が大きいと考えられる．主鉄筋応力に関し

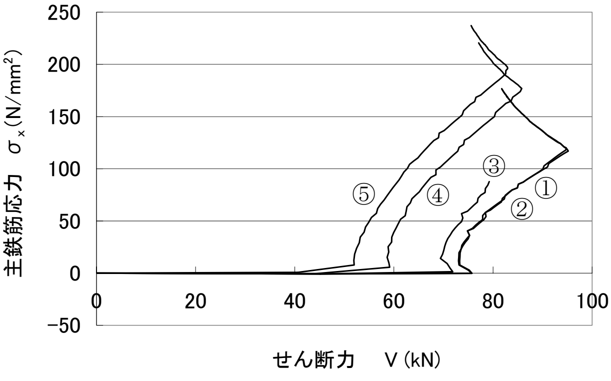
てもせん断補強筋応力と同様に曲げモーメントの大きい領域ほど主鉄筋がせん断力を負担していると考えられる．このことから，修正圧縮場理論に曲げモーメントの影響を考慮できたと考えられる．主応力に関しても，曲げの影響が大きい区間⑤において斜めひび割れ発生が早く，区間①の方が純せん断に近い挙動となった．



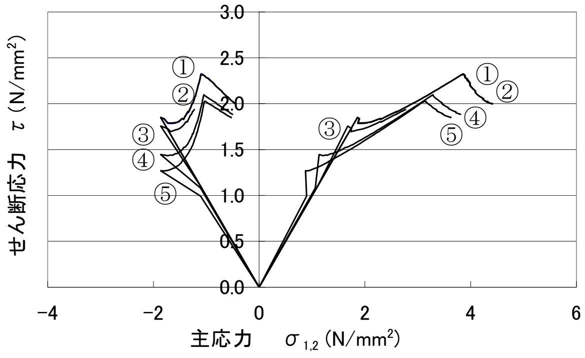
（a） せん断応力-せん断ひずみ関係



（b） せん断補強筋応力-せん断力関係



（c） 主鉄筋応力-せん断力関係

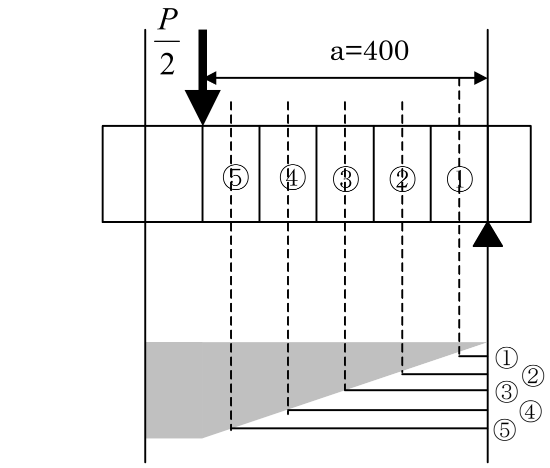


（d） せん断応力-主応力関係

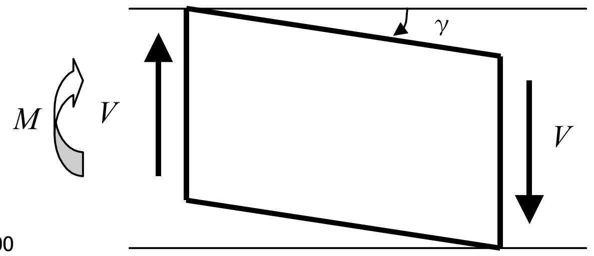
図-14 曲げを考慮した修正圧縮場理論の挙動

表-2 各要素における曲げ影響度

	①	②	③	④	⑤
作用点までの距離（m）	0.040	0.120	0.200	0.280	0.360
作用曲げモーメント(kN/m)	0.02P	0.06P	0.1P	0.14P	0.18P
曲げ影響度	0.231	0.694	1.156	1.619	2.082



（a） 梁におけるスパン分割



（b） 分割した要素に作用する外力

図-15 曲げの影響を考慮した要素分割

6. RC 梁の実験による検証

4章で述べたファイバーモデルと修正圧縮場理論を併用した非線形プログラムによる解析結果と RC 梁の載荷実験の結果を比較し，本プログラムの妥当性について検証を行った．

6.1 実験概要

試験体は，矩形断面の RC 梁とし，一方のせん断スパンでせん断破壊が生じるように設計した．載荷方法は，300kN アクチュエータを用い，変位制御で静的二点集中載荷を行った．載荷時には，荷重，載荷点変位，非接触変位計測システムを用いて変形[11]，各鉄筋ひずみ，断面高さ中央におけるコンクリートひずみを測定した．

（1）試験体概要

試験体は，断面を 150×200mm，支持スパンを 1200mm とした RC 梁とした．図-16 に配筋図，図-17 に断面図を，表-3 に諸元を示した．コンクリートの材料特

性は，試験前日の測定した結果を表-4 に示す．鉄筋は，主鉄筋には D16-SD345 を，せん断補強筋には D6-SD295 を使用した．鉄筋の材料特性を表-5 に示す．平成 14 年度は，せん断スパン比 a/d を，平成 15 年度は，せん断補強筋比をパラメータとして計 13 体行った（表-6 参照）．

2）実験結果

せん断補強筋間隔を 125mm，150mmとしたものは，せん断ひび割れは発生したが，その後引張鉄筋が降伏し最終的に上部コンクリート圧壊により曲げ破壊となった．せん断補強筋間隔を175mmとした試験体は，せん断破壊となった．このことから，本論では，せん断破壊したものだけではなく，せん断ひび割れ発生後に曲げ破壊したものに関しても，せん断挙動が生じていると考え比較対象とした．（表-7 参照）

6.2 解析値と実験値の比較

(1)荷重－変位関係

解析値と実験値との荷重変位関係を，図-18 に示した．また，4 章で提案したプログラムと実験値の比較を表-8 に示す．ここでは曲げ破壊した試験体 125-400，125-475 とせん断破壊した試験体 175-400-3，175-475-3 について比較，検討した

表-8 より最大荷重はほぼ一致し，実験値との誤差もほぼ 10%以内となった．一方，変形量に関しては，平成 15 年度に実施した試験体では，実験値に対し約 10%，平成 14 年度に実施した試験体では，30%も小さい値となった．これは，平成 15 年度は支点沈下を考慮した変形量となっているが，平成14年度では考慮していない．そのため，約 20%のひらきが生じたと考えられる．また，最大耐力点以降（ポストピーク）解析で追随させることはできなかった．このことから，最大耐力点までは，荷重，変位共に精度良く解析できていると考えられる．

表-3 試験体諸元

項目		値	単位
断面幅		150	mm
断面高さ		200	mm
かぶり		27.05	mm
有効高さ		175.95	mm
軸方向鉄筋比		4.59	%
せん断補強筋比	s=125	0.338	%
	s=150	0.282	%
	s=175	0.241	%

表-4 コンクリート材料特性

実験年度	H15年度		H14年度	
せん断補強筋間隔	125,150	175	175	mm
圧縮強度	32.1	43.6	33.2	N/mm^2
引張強度	2.81	2.90	2.67	N/mm^2
弾性係数	3.26E+04	2.95E+04	3.00E+04	N/mm^2
圧縮強度時のひずみ	0.00175	0.00243	0.00165	

表-5 鉄筋材料特性

呼び径	D16	D6		
実験年度		平成15年度	平成14年度	
降伏強度	401.6	325.7	337.0	N/mm^2
降伏ひずみ	0.00215	0.00162	0.00180	
最大強度	569.8	474.1	449.0	N/mm^2
硬化ひずみ	0.0192	0.0227	0.0230	
破断ひずみ	0.236	0.270	0.340	
弾性係数	1.87E+05	2.03E+05	1.87E+05	N/mm^2

表-6 実験ケース

試験体名	せん断補強筋比 (%)	せん断スパン (mm)	せん断スパン比	試験体本数	
				平成15年度	平成14年度
125-400	0.338	400	2.31	1	
125-475		475	2.75	1	
125-550		550	3.18	1	
150-475	0.282	475	2.31	1	
150-550		550	2.75	1	
175-400	0.241	400	2.31	1	2
175-475		475	2.75	1	2
175-550		550	3.18	1	1

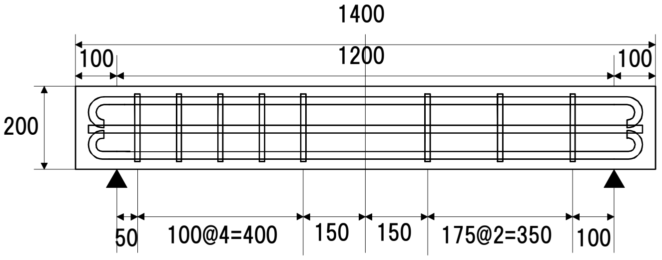


図-16 試験体配筋図（175）

表-7 実験結果

試験体名	曲げひび割れ発生			最大荷重点			破壊形態
	発生荷重 (kN) Pcr	変位 (mm) δ_L	δ_R	最大荷重 (kN) Pmax	変位 (mm) δ_L	δ_R	
125-400	16.5	0.550	0.410	172.3	10.38	9.21	曲げ破壊
125-475	19.3	0.645	0.605	134.2	8.82	10.30	曲げ破壊
125-550	16.2	0.468	0.434	121.4	7.09	7.16	曲げ破壊
150-475	15.1	0.470	0.390	128.5	7.60	7.33	曲げ破壊
150-550	15.0	0.450	0.490	119.5	8.55	8.61	曲げ破壊
175-400-1	25.3	0.970	1.440	148.3	7.63	7.48	せん断破壊
175-400-2	20.4	0.400	0.490	149.2	6.70	6.55	せん断破壊
175-400-3	20.3	0.570	0.375	152.0	6.31	5.70	せん断破壊
175-475-1	21.0	0.470	0.480	127.7	9.36	8.30	せん断破壊
175-475-2	13.7	0.420	0.490	124.7	9.15	8.25	せん断破壊
175-475-3	12.5	0.390	0.390	130.2	6.82	6.57	せん断破壊
175-550	19.7	0.640	0.620	116.4	11.30	11.00	せん断破壊

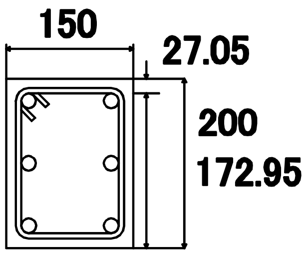


図-17 試験体断面図

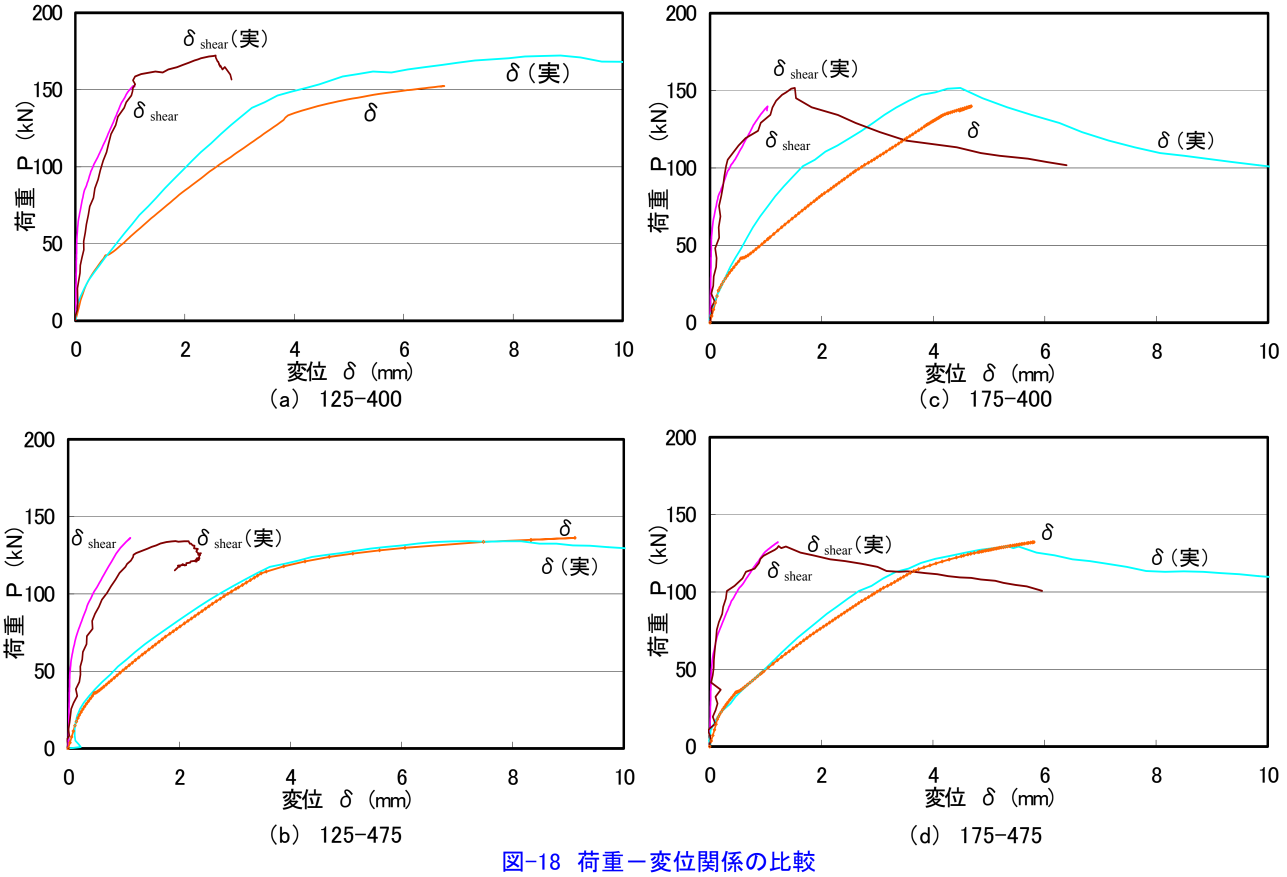


図-18 荷重－変位関係の比較

表-8 実験結果

試験体名	最大荷重点 荷重 (kN) 実験Pmax	解析Pmax	解析／実験	変位 (mm) δ R	解析δ	解析／実験	破壊形態
125-400	172.3	152.5	0.885	9.21	6.74	0.732	曲げ破壊
125-475	134.2	136.3	1.015	10.30	9.12	0.885	曲げ破壊
125-550	121.4	117.7	0.969	7.16	7.44	1.040	曲げ破壊
150-475	128.5	133.3	1.037	7.33	7.44	1.016	曲げ破壊
150-550	119.5	117.7	0.985	8.61	7.53	0.874	曲げ破壊
175-400-1	148.3	134.4	0.906	7.48	4.03	0.539	せん断破壊
175-400-2	149.2		0.901	6.55		0.615	せん断破壊
175-400-3	152.0	139.8	0.920	5.70	4.68	0.821	せん断破壊
175-475-1	127.7	129.0	1.010	8.30	5.75	0.693	せん断破壊
175-475-2	124.7		1.034	8.25		0.697	せん断破壊
175-475-3	130.2	131.9	1.013	6.57	5.81	0.884	せん断破壊
175-550	116.4	118.3	1.017	11.00	7.61	0.692	せん断破壊
平均値			0.974			0.791	
標準偏差			0.054			0.148	
変動係数			0.055			0.188	

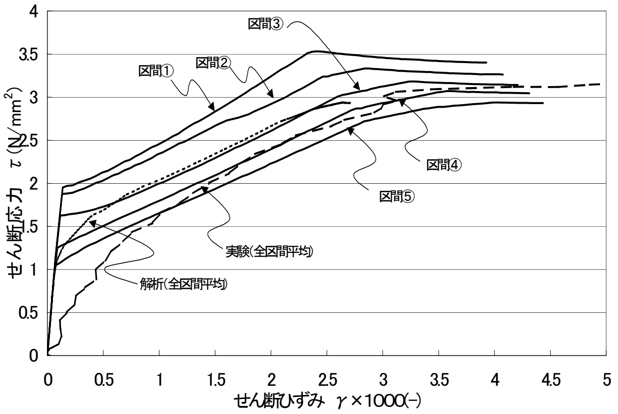
(2)せん断挙動の検証

せん断挙動を正確に比較するためにせん断応力-せん断ひずみを解析値と実験値で比較した．解析値は，曲げを考慮した修正圧縮場理論で算出したもので，せん断スパンを 5 区間に分けてそれぞれの区間においてせん断ひずみを算出した．実験値は，非接触変位計測システムより求めたせん断変形を，せん断スパンで除しせん断ひずみを算出した．対象試験体は，125-400，175-400-3 とした．

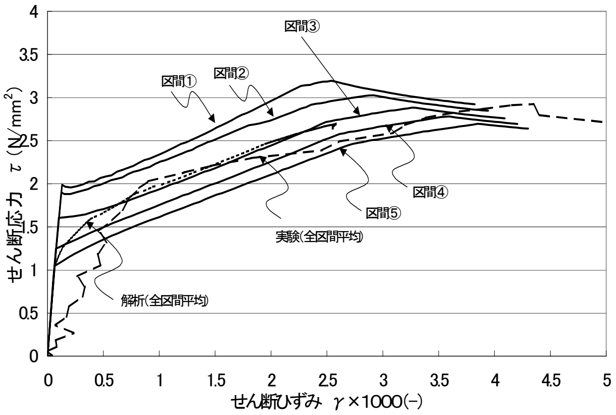
図-19 に示した結果より，曲げ破壊したせん断補強筋間隔 125mm の試験体とせん断破壊した 175mm の試験体とではせん断挙動に大きな違いが認められた．曲げ破壊した試験体(a, b)では，実験値が曲げモーメントの影響が最も大きい区間⑤にほぼ追随する形となった．しかし，せん断破壊した試験体(c, d)は，全区間から算出した解析値にピーク付近までは実験値がほぼ追随する形となった．このことから，せん断破壊する試験体については，ピークまでは精度よくせん断挙動を捉えることができたと考えられる．しかし，ピーク後において実験値が区間⑤の解析値の方へ移行していることから，ピーク以降の解析にまだ改良の余地があると考えられる．

(3)せん断補強筋負担分の算定

ここでは，曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論により求めたせん断力のせん断補強筋負担分V_sと実験値により算出したせん断補強筋負担分V_sを比較した．図-20 にその概念図を示す．土木学会式に代表される修正トラス理論において，せん断補強筋負担分V_sは，斜めひび割れを発した点から増加を開始し，その後せん断補強筋が降伏するまで一定の傾きで増加すると考えられる．この斜めひび割れ発生点をコンクリート負担分V_cとする．しかし，実際は圧縮ストラット角度θの減少により，傾きが大きくなってくると考えられる．



(a) 125-400



(b) 175-400

図-19 せん断挙動の比較

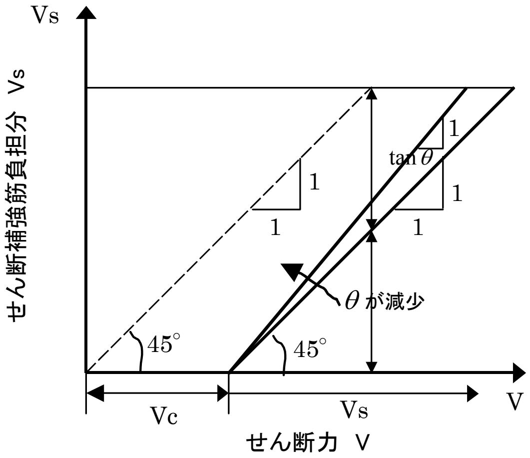


図-20 せん断補強筋負担分の概念

・実験からの算定方法

実験データからは，せん断補強筋ひずみε_vが得られる．このひずみに，材料実験より得られた弾性係数をかけることで応力σ_vを算出した(式(26))．この応力を土木学会式(式(27))に代入することでせん断補強筋負担分V_sを算出した．また，算出したせん断補強筋応力σ_vが，降伏強度f_{vy}を超えたときはその後の応力を全て降伏強度とした．ここで，試験体には，1 本のせん断補強筋に対し 2 箇所にひずみゲージが貼ってあり，ひび割れの開口箇所により，それぞれのひずみの値は異なってくる．そこで，本論では，各鉄筋において大きい方のひずみを使用し，せん断補強筋応力σ_vを算出した．ここで，圧縮ストラット角度θは 45° とした．

$$\sigma_V = E_v \varepsilon_v \le f_{vy} \quad (26)$$

$$V_s = \frac{A_{sv}\sigma_v}{s} jd \cot\theta \quad (27)$$

・解析による算出手法

曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論を使用し，せん断スパンを 5 区間に分割し解析を行い各区間におけるせん断補強筋応力σ_vとせん断力Vを算出した．せん断補強筋応力σ_vは，せん断補強筋方向ひずみε_vより求めた．

(2)実験値と解析値の比較方法

実験におけるせん断補強筋位置に近い分割区間のせん断補強筋応力σ_vとせん断力Vを実験値と比較した．比較結果は，図-21(a)は 125-400，図-21(b)は 175-400-3 を示した．

図-21 の結果より，実験及び解析において支点より遠い(載荷点に近い)位置のせん断補強筋から算出したせん断補強筋負担分V_sほど，発生する(もしくは急激に増大する)せん断力Vが小さい傾向がみられた．構造力学的見地と実験及び解析の結果よりせん断補強筋負担分V_sの発生が，曲げモーメントに大きく影響を受けていると考えられる．また，せん断補強筋負担分V_sの増加する傾きは，破壊形態やせん断補強筋位置によって一概に近いとは言えないが，中には近い試験体もあった．このことから，せん断破壊は，せん断スパン内でも曲げモーメントの最も大きい場所で局所的に進行しているのではないかと考えられる．

(4) せん断耐力のコンクリート負担分 V_c に対する曲げモーメントの影響

(3)に示したせん断補強筋負担分 V_s の挙動よりせん断補強応力発生点は，曲げモーメントの影響を受けていることが確認された．ここで，せん断補強筋負担分 V_s が増加するということは，その時点でせん断補強筋を跨ぐひび割れが入っていることを示すと考えられる．そこで各試験体のせん断補強筋負担分の算出過程でせん断補強筋応力 σ_v を求め，せん断補強筋応力の発生点もしくは急激に増加している点のせん断力を，せん断力のコンクリート負担分 V_c とし，そのときの曲げ影響度 ζ (式(19))との関係を図-22 に示した．解析値も実験値も，曲げ影響度が大きくなるに従い，せん断力のコンクリート負担分が減少する傾向が見られた．曲げ影響度が 1.5 以下では解析値と実験値は整合している．しかし，曲げ影響度が 1.5 以上では解析値が実験値を上回る形となっている．解析では，まだ十分に曲げモーメントの影響を考慮できていないものと考えられる．

7. 結論

平成 14 年度及び 15 年度に行った鉄筋コンクリート梁の載荷実験における実験データとの比較により，鉄筋コンクリート梁の挙動について評価を行った．

1.曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論について以下の考察を得た．

①曲げモーメントの影響を等価軸力に変換し，これを作用させることにより，その影響を反映させた．

②パラメトリックシミュレーションより，各パラメータの影響度(感度)を確認できた．

2. 曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論とファイバーモデルを併用したプログラムと RC 梁の載荷実験との比較を行った．

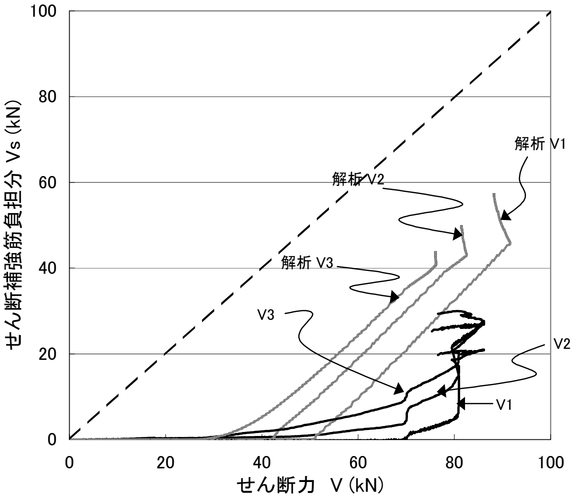
①荷重変位関係を比較した結果，最大荷重及び載荷点変位，せん断変形は，実験値と解析値は，ほぼ同様の挙動を示す結果となった．　せん断破壊と曲げ破壊の判定に関してもほぼ一致を見た．

②せん断応力せん断ひずみ関係を比較した結果，せん断挙動が，せん断補強筋量及びせん断スパンが大きい試験体ほど，曲げモーメントの影響を多く受けていることが確認された．

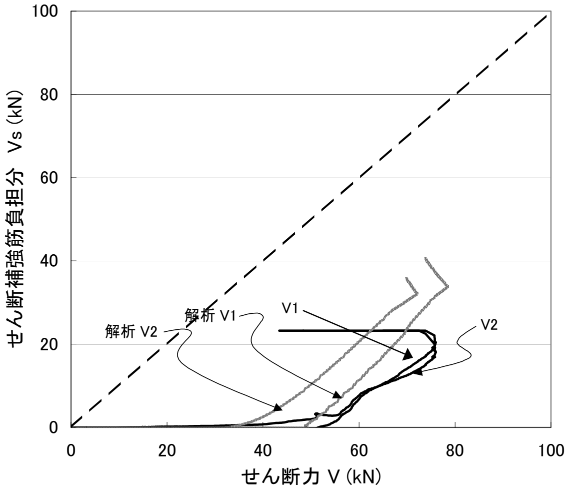
③せん断補強筋負担分を比較した結果では，せん断補強筋の挙動にも曲げモーメントの影響が見られ，曲げモーメントが大きい区間(載荷点に近い)ほど，せん断補強筋応力の発生するせん断力が小さいという結果が、解析，実験の両面から確認された．

④コンクリート負担分が曲げモーメントの増大によって大きく低下することが確認できた．また，曲げ影響度が大きくなるに従い，実験値が解析値に対して下回る結果となった．

以上の結果より，鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断挙動，および曲げモーメントがせん断に与える影響に



a) 125-400



b) 175-400

図-21 せん断補強筋負担分の比較

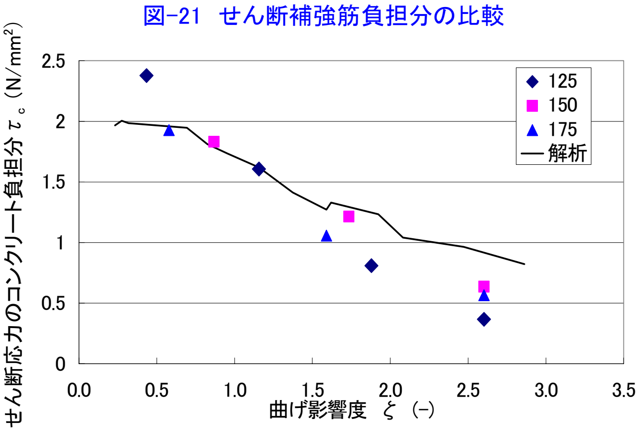


図-22 曲げ影響度 ζ とせん断応力 τ の関係

ついて，実験および解析的に評価できた．しかし，以下の点について課題が残されている．

①曲げモーメントがせん断に与える影響について，曲げ影響度が小さい範囲ではほぼ解析的に求めることができたが，大きい範囲では，正確に捉えているとは言い切れない．

②修正圧縮場理論では，最大荷重点以降（ポストピーク）の解析も可能であるが，ファイバーモデルと併用により，ポストピークまで追随させることができない．

③非接触変位計測システムについては，本年度では，デジタルカメラを採用したが，これによりCCDカメラを用いた平成14年度に比べて，測定精度が飛躍的に向上した．ただし，光の加減，背景の色の選択など，さらなる改善の余地があると思われる．

謝辞：本研究を行うにあたり，吉川弘道教授，栗原哲彦講師，仲宗根茂技士には，数多くのご指導ご助言を頂きました．厚く御礼申しあげます．また，実験を行うにあたり協力していただいた構造材料工学研究室の皆さん，特に白子将則君，松本啓君，福岡聖一君，山形信一君に深く感謝いたします．最後に，ここまでの学生生活を許してくれた両親に感謝します．

参考文献

1）吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計，丸善，1995

2）池谷和之：繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する実験的研究，平成10年度武蔵工業大学修士学位論文，1999，3

3）岩本隆生：修正圧縮場理論を適用した鉄筋コンクリート部材のせん断解析，平成13年度武蔵工業大学修士学位論文，2002，3

4）中村光，檜貝勇：拡張した修正圧縮場理論によるRCはり断面のせん断耐荷力評価，土木学会論文集 No.490/V-23 pp157-166，1997.5

5）破壊力学の応用研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会，1993.10

6）例えば，Shigehiko SAITO and Hiroshi HIKOSAKA: Numerical Analyses of Reinforced Concrete Structure Using Spring Network Models.

7)Collins, M.P. and Mitchell, D.: Pre-stressed Concrete Structure, Prentice Hall, 1991

8）Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Element Subjected to Shear, ACI Journal, Vol. 83, No.2, Mar-Apr. 1986, pp.219-231

9）Collins, M.P.: Response-2000 Manual, Response-2000, http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm

10）COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON : CEB-FIP MODEL CODE 1990

11）三谷産業（株）：Windows 汎用画像処理パッケージ Win ROOF 取扱説明書

12）田辺忠顕，檜貝勇，梅原秀哲，二羽淳一郎：コンクリート構造，朝倉書店，1985

13）幸左賢二ら：修正圧縮場理論による大型 RC 橋脚のせん断耐力評価，土木学会論文集No.620/V-43，pp71～81,1999.5

14） M.P.Collins：The Shear Strength of Reinforce Concrete Structures, Japan Concrete Institute Convention 1995

15）谷川恭雄ら：鉄筋コンクリート構造－理論と設計－，森北出版

Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Beam By Modified Compression Field Theory Combined With Fiber Model

Satoshi GOMYO

This paper aims at grasping of the nonlinear behavior of reinforced concrete by experiments and analyses. The program, combining both of the Modified Compression Field Theory for the shear analysis and the Fiber Model for the flexural analysis is constructed. Focusing on the interaction of a bending moment and focusing on shearing force, influence of bending moment is especially taken into consideration to MCFT as the equivalent axial force calculated from fiber strains. Next the experimental studies by RC beams were conducted, and compared with analytical results. It is found that the effect of the bending moment on the shear behavior is clarified, and that the proposed program is very useful tool for reinforced concrete beams under flexural and shear force.